

鋼製橋脚の耐震補強法に関する研究

STUDY ON THE SEISMIC REINFORCEMENT METHOD OF STEEL BRIDGE PIERS

南 莊 淳*、西岡敬治**、堀江 佳平***、陵城 成樹****

Atsushi NANJO, Takaharu NISHIOKA, Yoshihei HORIE, and Shigeki OKASHIRO

*工修	阪神高速道路公団本社工務部	(〒541 大阪市中央区久太郎町 4-1-3)
**工修	阪神高速道路公団神戸第一建設部	(〒650 神戸市中央区新港町 16-1)
***工修	阪神高速道路公団本社保全施設部	(〒541 大阪市中央区久太郎町 4-1-3)
****工修	株式会社ニュージェック技術開発部	(〒542 大阪市中央区島之内 1-20-19)

This paper summarizes the results of horizontal loading experiments (cyclic loading with displacement control) using 1/3 scale models of actual bridge piers with thin-walled and stiffened box cross-section.

In this study, we proposed limit values on buckling design parameters for thin-walled and stiffened plate, in order to improve ductility of steel bridge piers. We then designed test models, and experimentally clarified the effects of these limits. Based on these experimental results, we conducted an analysis using simple cantilever-beam models.

Finally, we recommended the seismic design method for reinforcement of the actual bridge piers with thin-walled and stiffened box cross section by the elasto-plastic dynamic response analysis.

Key Words: steel bridge piers, elasto-plastic behavior, thin-walled and stiffened plate, reinforcement

1. はじめに

1995年1月17日に発生した阪神大震災による被害者は6,000名以上に達し、建物、高速道路、鉄道、および港湾施設に代表される社会資本も大きな被害を受けた。この地震時に観測された地表面加速度は、最大で約800galに達し、この地震波による弾性応答加速度の最大値は約2,000galであった。この値は従来の道路橋示方書に規定されていた設計地震力（弾性応答加速度1,000gal）を大きく上まわるものであった。建設省は、ただちに、この地震規模に対応した耐震設計基準の見直しに着手し、1996年12月に道路橋示方書（以下道示という）は改訂された¹⁾。

阪神高速道路における鋼製橋脚についても、我が国では前例のない多くの被害が生じた。代表的な被害としては、橋脚柱基部の外縁鋼板の板厚変化点、および開口部周辺において発生した局部座屈が挙げられる。被災した薄肉補剛箱形断面を有する鋼製橋脚の中には、補剛板全体の局部座屈による面外変位が極度に進展し、断面角部の溶接割れが生じ倒壊に至った橋脚が存在した。

このような鋼製橋脚の崩壊を防止する方法としては、橋脚の柱断面を構成する補剛板の局部座屈の発生を抑制するとともに、座屈モードを縦補剛材位置が節となるモードになるように断面を構成し、変形性能に優れた構造とする方法がある。

阪神高速道路公団では、薄肉補剛箱形断面を有する鋼製橋脚の変形性能を定量的に評価するために、補剛板の

座屈パラメータ、荷重載荷回数、および中埋めコンクリートなどに着目して、平成4年度より、建設省土木研究所耐震研究室との共同研究を開始した。そして平成7年度からは、建設省土木研究所橋梁研究室他6者の共同研究として実験的研究を行ってきた。

本研究は、薄肉補剛箱形断面を有する鋼製橋脚の耐震補強法の1手法をこれらの実験的研究に基づいてまとめたものである^{2)~6)}。

2. 正負交番載荷実験

2.1 補剛板の座屈パラメータ

補剛板の主な座屈パラメータを列挙すると以下のようになる。

- ①板パネルの幅厚比パラメータ R_R
- ②縦補剛材の幅厚比パラメータ R_I
- ③縦補剛材剛比 γ/γ^*

①板パネルの幅厚比パラメータ R_R は補剛板の構成要素である縦横の補剛材で囲まれた板パネル（4辺単純支持）の座屈耐荷力の指標である。現行の道示⁷⁾では、板パネルの幅厚比パラメータ R_R の値が0.5以下のとき、その座屈耐荷力を鋼材の降伏点 σ_Y としている。

同様に②幅厚比パラメータ R_I は補剛板の構成要素である縦補剛材（3辺単純支持、1辺自由）の座屈耐荷力の指標である。文献8)には、縦補剛材の幅厚比パラメータ R_I の値が0.5以下のとき、その座屈耐荷力を鋼材の降伏点 σ_Y としている耐荷力曲線が示されている。

また③縦補剛材剛比 γ/γ^* は、局部座屈の発生モードを支配するパラメータである。縦補剛材剛比 γ/γ^* が1以上の値を満たすとき、発生する座屈モードが縦補剛材をふくむ補剛板全体のモードから、縦補剛材位置を節とする座屈モードになることが、板の弾性座屈理論より明らかにされている。⁸⁾

縦補剛材が節となる座屈モードの場合、局部座屈による面外変位の増大が縦補剛材により制限され、変形性能の向上に効果的であると考えられる。

2.2 実験供試体

(1) 実験方法

実験は、建設省土木研究所・部材耐震実験棟において行った。写真-2.1に実験供試体の据え付け状況を示す。荷重載荷方法は軸力を載荷しながら変位制御で行った。

図-2.1には載荷方法のパターンを示している。載荷方法は、片振り載荷、単調載荷、および両振り載荷(n回)の3種類としている。ここで、nは同一載荷変位における繰り返し回数である。

(2) 基本モデル (H1～H3)

基本モデル(H1～H3)の実験は、既存鋼製橋脚の耐荷力特性を把握し、地震時保有水平耐力の照査法確立のための基礎データを得るためのものである。供試体の製作に使用する材質は実橋脚と同じものを使用し、1/3スケールで、できるだけ忠実に対象橋脚の詳細部も再現するようにした。供試体の細長比パラメータ λ は載荷装置との取り合い関係から、実橋脚と比較して大きくなっている。基本モデルは3体製作し、鋼断面は全て同じである。

① 供試体H1

供試体H1は、鋼部材のみで構成されている。荷重載荷

方法は片振り載荷である。この実験の目的は後の実験、および解析の基本データの収集にある。

② 供試体H2

供試体H2は供試体H1と同様寸法の供試体であるが、その載荷方法は両振り載荷(3回)である。その目的は地震荷重を想定した繰り返し載荷を行うことにより、既往の研究成果と同様に地震時の鋼製橋脚の挙動を実験的に把握することにある。

③ 供試体H3

供試体H3は中埋めコンクリートが供試体下端から1,520mmの高さまで充填されている。荷重載荷方法は供試体H2と同様に両振り載荷(3回)である。これは、通常の鋼製橋脚の基部に車両衝突対策として打設されている中埋めコンクリートが、鋼製橋脚の変形性能に及ぼす影響を明らかにすることを目的としている。

(3) 溶接量を減じた断面を有する供試体(H4)

供試体H4は、式(2.1)～(2.3)に示す座屈パラメータに関する制限値を満足している。また、この供試体は溶接量を減じるためにフランジ、およびウェブの縦補剛材を1本とした断面を有する実験供試体である。荷重載荷方法は両振り載荷(10回)とし、中埋めコンクリートは打設していない。

板パネルの幅厚比パラメータ $R_s \leq 0.4 (0.37)$ 式(2.1)

縦補剛材の幅厚比パラメータ $R_t \leq 0.5 (0.48)$ 式(2.2)

縦補剛材の補剛材剛比 $\gamma/\gamma^* \geq 5.0 (5.03)$ 式(2.3)

ここで、()内の数値は、供試体H4の設計値である。

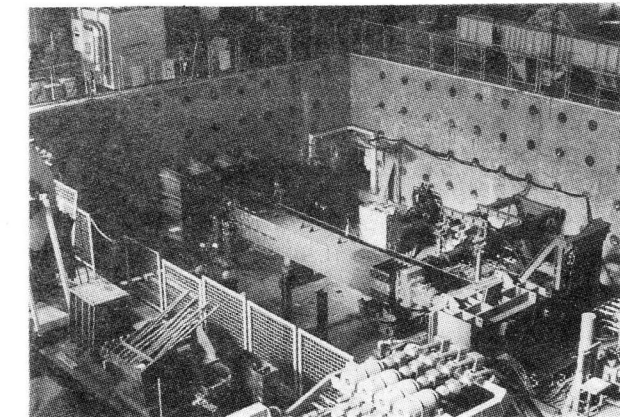
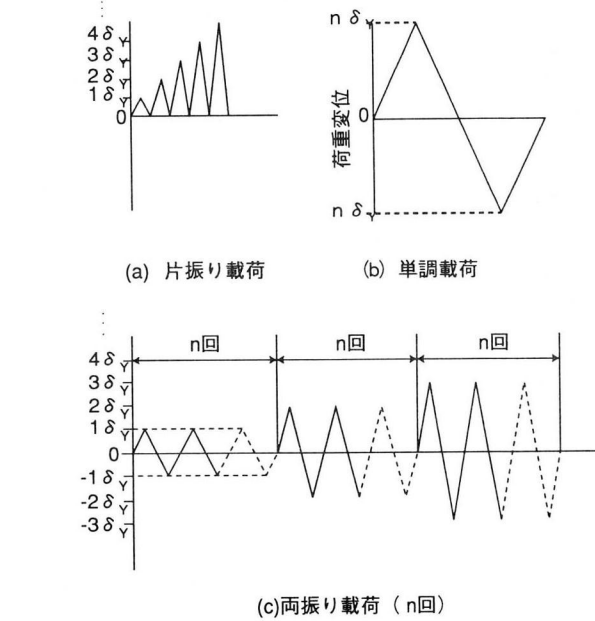


写真-2.1 実験供試体据え付け状況

図-2.1 荷重載荷方法

(4) 改良モデル (H5～H8)

供試体H5～H8は、阪神大震災規模の地震に対する既設鋼製橋脚の耐震補強法、および鋼製橋脚の耐震設計法を確立することを目的としている。これらの供試体は全て、局部座屈を抑制し、変形性能を向上させるために、式(2.1)、および式(2.2)の制限値を満足している。これらの供試体の外形寸法(板幅:800mm、高さ:6,000mm)、および荷重軸力(131tf)は基本モデルと同様である。これは基本モデルの実験結果との比較検討を行うためである。なお、供試体H5～H8には中埋めコンクリートは打設されていない。

① 供試体H5

供試体H5は、補剛材の局部座屈を抑制し、変形性能を向上させるために、次に挙げる座屈パラメータの値を有する供試体である。荷重荷重方法は単調荷重としている。

- 1) 板パネルの幅厚比パラメータ : $R_R = 0.39$
- 2) 縦補剛材の幅厚比パラメータ : $R_l = 0.50$

3) 縦補剛材の補剛材剛比 : $\gamma/\gamma^* = 3.04$

② 供試体H6、および供試体H7

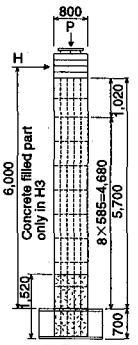
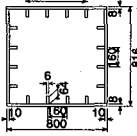
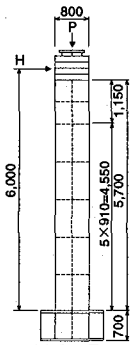
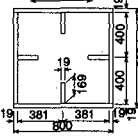
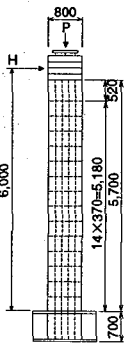
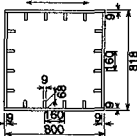
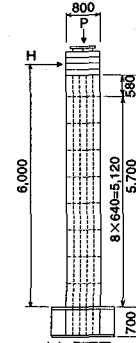
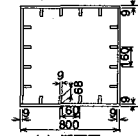
供試体H6、および供試体H7は、供試体H5と同様の断面諸元を有するが、荷重荷重方法が異なる。供試体H6は両振り(1回)荷重であり、供試体H7は両振り(3回)である。これは荷重荷重方法が鋼製橋脚の変形性能に及ぼす影響を実験的に明らかにするためである。

③ 供試体H8

供試体H8の断面構成は、供試体H5～H7と同様であるが、縦補剛材剛比 γ/γ^* は、ダイヤフラム間を640mmとすることにより、 $\gamma/\gamma^* = 1.0$ としている。荷重荷重方法は両振り(1回荷重)である。これは、縦補剛材剛比 γ/γ^* が鋼製橋脚の変形性能に及ぼす影響を実験的に明らかにするためである。

表-2.1には、これらの実験供試体の一覧を示している。(表中 R_R の添字fとwは、それぞれフランジ、およびウェブを表す。)

表-2.1 実験供試体

供試体名	H1	H2	H3	H4
荷重荷重方法	片振り荷重 (片側)	両振り荷重 (3回)	両振り荷重 (3回)	両振り荷重 (10回)
実験供試体 P=131tf	 (a) 側面図 (c) 設計パラメータ SM490Y R_{Rf} 0.35 R_{Rw} 0.44 R_t 0.71 γ/γ^* 0.56 σ_c/σ_y 0.104 λ 0.49 荷重荷重方向  (b) 断面図			 (a) 側面図 (c) 設計パラメータ SS400 R_{Rf} 0.37 R_{Rw} 0.37 R_t 0.48 γ/γ^* 5.03 σ_c/σ_y 0.07 λ 0.57 荷重荷重方向  (b) 断面図
供試体名	H5	H6	H7	H8
荷重荷重方法	単調荷重 (両側)	両振り荷重 (1回)	両振り荷重 (3回)	両振り荷重 (1回)
実験供試体 P=131tf	 (a) 側面図 (c) 設計パラメータ SM490Y R_{Rf} 0.39 R_{Rw} 0.39 R_t 0.50 γ/γ^* 3.04 σ_c/σ_y 0.094 λ 0.53 荷重荷重方向  (b) 断面図			 (a) 側面図 (c) 設計パラメータ SM490Y R_{Rf} 0.39 R_{Rw} 0.39 R_t 0.50 γ/γ^* 1.00 σ_c/σ_y 0.094 λ 0.53 P 131tf 荷重荷重方向  (b) 断面図
注) R_{Rf} : 板パネルの幅厚比パラメータ (フランジ) R_t : 縦補剛材の幅厚比パラメータ σ_c : 軸圧縮応力 (kgf/cm²) λ : 細長比パラメータ R_{Rw} : 板パネルの幅厚比パラメータ (ウェブ) γ/γ^* : 補剛材剛比 σ_y : 降伏点 (kgf/cm²) R/t_o : 径厚比 単位 (mm)				

2.3 実験結果

(1) 基本モデル(供試体H1、H2、およびH3)の荷重変位曲線

図-2.2には、供試体H1（片振り載荷）、H2（両振り載荷）、および供試体H3（コンクリート部分充填断面）の荷重変位曲線を示している。

供試体H1の最高耐荷力 H_u は64.6tfであり、そのときの水平変位 δ_u は100.7mmであった。水平荷重が H_u に達した直後から供試体基部の圧縮応力状態にあるフランジに局部座屈による面外変位が発生し始めた。その後、この面外変位が増大するにつれて供試体H1の耐荷力は低下した。発生した局部座屈のモードはダイヤフラム、およびウェブ位置を節とする補剛板全体にわたるものであった。

供試体H2の最高耐荷力 H_u は67.8tfであり、そのときの水平変位 δ_u は92.1mmであった。供試体H1と同様に水平荷重が H_u に達した直後から供試体基部の圧縮応力状態にあるフランジに局部座屈による面外変位が発生し始め、同一変位における荷重繰り返し回数に応じて、この面外変位が増大して供試体H2の耐荷力は急激に低下した。

供試体H3の最高耐荷力 H_u は74.8tfであり、そのときの水平変位 δ_u は133.2mmであった。水平荷重が H_u に達した直後から中埋めコンクリート上部の圧縮応力状態にあるフランジに局部座屈による面外変位が発生し始め、同一変位における荷重繰り返し回数に応じて、この面外変位が増大して供試体H3の耐荷力は低下した。

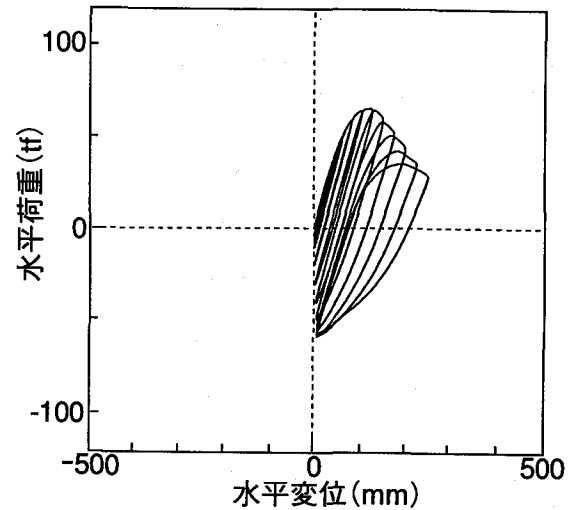
図-2.3には、実験結果から得られた荷重変位曲線の包絡線を比較して示す。供試体H2とH3の包絡線は最高耐荷力点 H_u を含む図-2.2の第3象限のものを示している。

供試体H1（片振り載荷）とH2（繰り返し載荷）とを比較した場合、最高耐荷力点 H_u に達するまでの両者の挙動に大きな差異はない。しかし、供試体H2の最高耐荷力点 H_u 以降の耐荷力の低下状況は、供試体H1に比べ急激であり、最高耐荷力点以降の耐荷力の低下に荷重載荷方法の影響が大きいことがわかる。

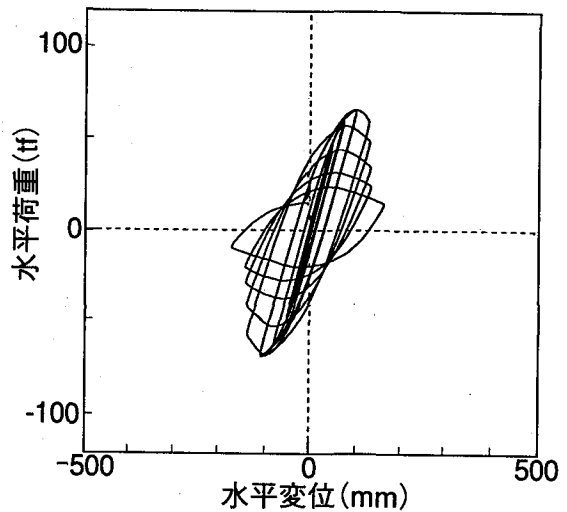
供試体H2（鋼単独断面）とH3（コンクリート部分充填断面）とを比較した場合、供試体H3の最高耐荷力点における水平荷重 H_u 、および水平変位 δ_u は、ともに供試体H2と比較して大きく、供試体H3の最高耐荷力点以降の耐荷力の低下度合いも供試体H2と比較して緩やかである。これは、供試体H3の中に打設された中埋コンクリートが耐荷力と変形性能の向上に効果的であることを示している。すなわち基部に充填したコンクリートが補剛板の局部座屈を抑制するとともに、鋼との合成効果を発揮して、鋼単独の場合と比較して変形性能、および耐荷力が向上するものと考えられる。

(2) 供試体H4の脆性破断

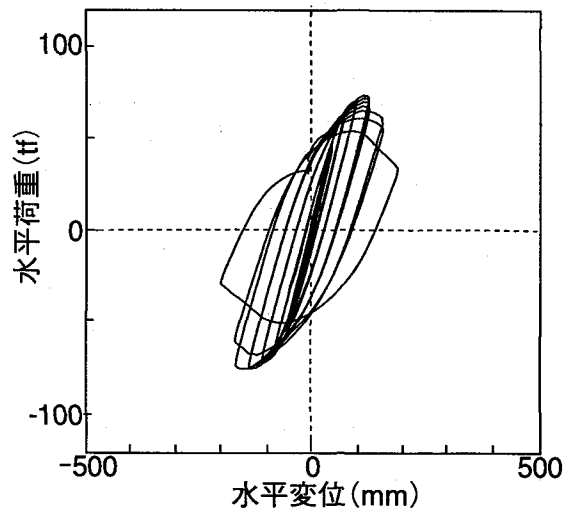
図-2.4には、供試体H4の荷重変位曲線、および各荷重ループにおける最大水平荷重と水平変位との関係を示



(a) 供試体H1



(b) 供試体H2



(c) 供試体H3

図-2.2 基本モデルの荷重変位曲線

している。供試体H4の最高耐荷力 H_u は102.4tfであり、そのときの水平変位 δ_u は131.0mmであった。

実験は降伏水平荷重以降も10回づつ繰り返し繰り返し載荷を行ったが、載荷水平変位 $\delta = 80\text{mm}$ の載荷ループ中に基部のウェブとベースプレートとの溶接部に微小なクラックが発見され、 $\delta = 120\text{mm}$ の載荷サイクル中に、このクラックが進展したため、その後は載荷回数を1回とした。

供試体H4においては崩壊に至るまで局部座屈は発生しなかった。その結果、供試体H4の耐荷力、および変形性能が基本モデルと比較して向上した。このことは式(2.1)～式(2.3)において設定した制限値が鋼製橋脚の変形性能を向上させることに有効であることを示している。

本実験での載荷方法(両振り10回)では、降伏点を越える変位振幅において載荷回数の総計は40回を越える。これは、大地震時における鋼製橋脚の弾塑性動的応答水平変位の繰り返し回数と比較してかなり多いものと考えられる。

(3) 荷重変位曲線における縦補剛材剛比 γ/γ' の影響

図-2.5にはH6($\gamma/\gamma' = 3.0$)、およびH8($\gamma/\gamma' = 1.0$)の荷重変位曲線を示している。また、図-2.6には、これらの実験結果から得られた荷重変位曲線の包絡線を供試体H2($\gamma/\gamma' = 0.56$)と比較して示す。

最高耐荷力点 H_u 以降の耐荷力の低下は、いずれの供試体も基部の補剛板の局部座屈に起因している。最高耐荷力点に着目した場合、供試体H2と比較して、供試体H6、およびH8の水平荷重 H_u 、および水平変位 δ_u はともに大きく、最高耐荷力点以降の耐荷力の低下状況も供試体H2と比較して緩やかである。

補剛板の崩壊過程は、供試体H2の場合は、基部のフランジ全面にウェブ位置を支点とする面外変位が観察された。この面外変位が荷重載荷回数に応じて増大し、ウェブの縁端が座屈した時に耐荷力が急激に低下した。発生した座屈モードは補剛板全体が座屈するものであった。

これに対して供試体H6では、まず縦補剛材間の板パネルに縦補剛材の位置を節とする微小な面外変位が観察されたが、耐荷力の低下は発生しなかった。その後、この面外変位が増大し、断面の角部にある補剛材間の板パネルの顕著な座屈により耐荷力は低下した。発生した座屈モードは最終崩壊に至るまで、ほぼ縦補剛材位置を節とする形態を維持していた。

また、供試体H8は、最高耐荷力点において、縦補剛材間の板パネルに微小な面外変位が発生し、この面外変位が補剛板全体に進展して耐荷力が低下した。最終的な崩壊モードは供試体H2と同様に補剛板全体が座屈するものであった。

これらのことは、設定した設計パラメータに対する制限が、薄肉補剛断面を有する鋼製橋脚の耐荷力と変形性能の向上に効果的であることを示している。特に、縦補剛材剛比 γ/γ' の値を3とすることにより、座屈モ

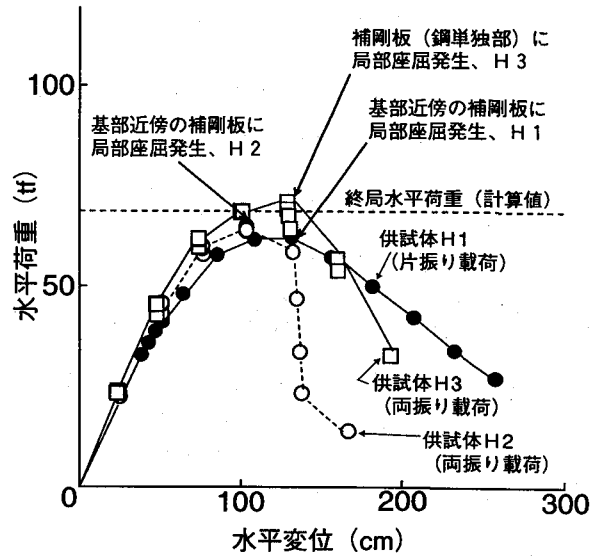
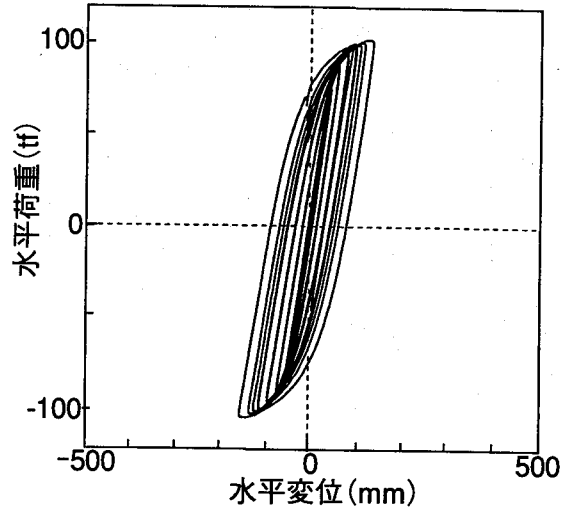
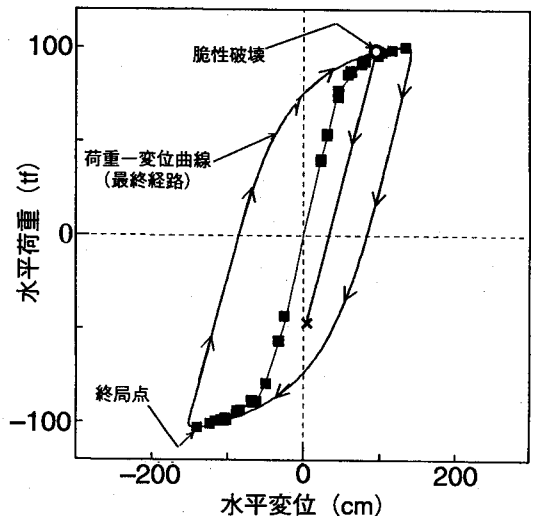


図-2.3 基本モデルの荷重変位曲線(包絡線)



(a) 供試体H4の荷重変位曲線



(b) 各載荷ループにおける最大水平荷重と変位との関係

図-2.4 供試体H4の実験結果

ードが補剛板全体の座屈モードから縦補剛材間の板パネルの座屈モードになる。この結果、薄肉補剛断面全体の形状保持能力が増し、耐荷力と変形性能が向上するものと考えられる。表-2.2には実験結果の一覧を示している。

表-2.2 実験結果一覧

NO.	H1	H2	H3	H4	H5	H6	H7	H8
σ_{TW}	4070			2876		4297		
δ_u/δ_v	1.85	1.70	2.45	3.41	3.41	3.29	2.73	2.25
H_u/H_v	1.14	1.20	1.32	1.33	1.27	1.40	1.35	1.23

ここで σ_{TW} : 材料試験から得られた下降伏点 (kgf/cm²)
 δ_u, H_u : $\sigma_v = \sigma_{TW}$ のときの降伏水平変位、水平荷重

図-2.7には、基本モデルH2と改良モデル（供試体H6、H7、およびH8）の実験から得られた各載荷ループごとのエネルギー吸収量と平均載荷変位との関係を示している。

基本モデルH2と改良モデル（H6、H7、およびH8）とを最高耐荷力点で比較した場合、改良モデルの吸収エネルギー量は、基本モデルの約2.3倍に達しており、式(2.1)、および(2.2)の制限値を遵守し、縦補剛材剛比 γ/γ' の値を1.0以上に設定することが、薄肉補剛断面を有する

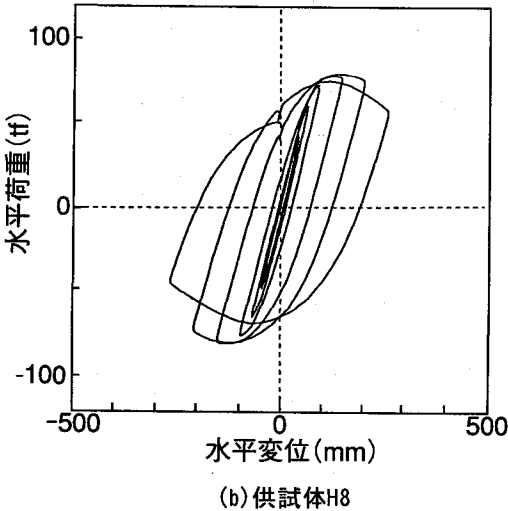
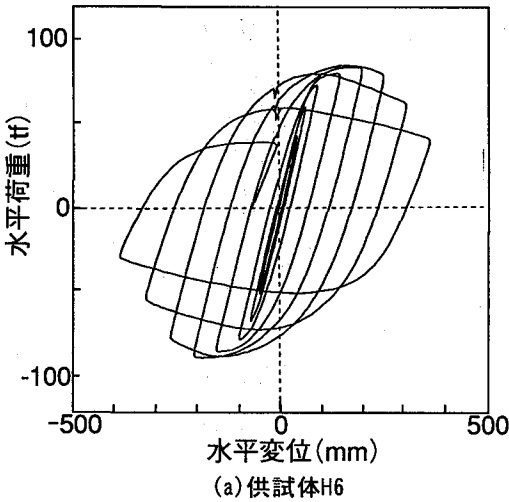


図-2.5 荷重変位曲線（供試体H6、H8）

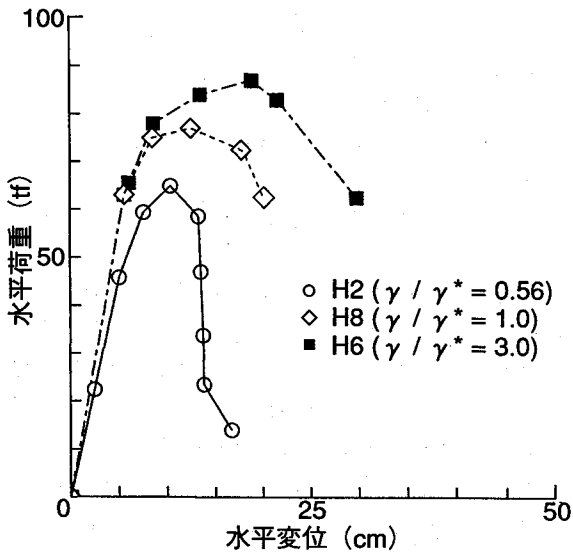


図-2.6 縦補剛材剛比 γ/γ' の変形性能に対する影響

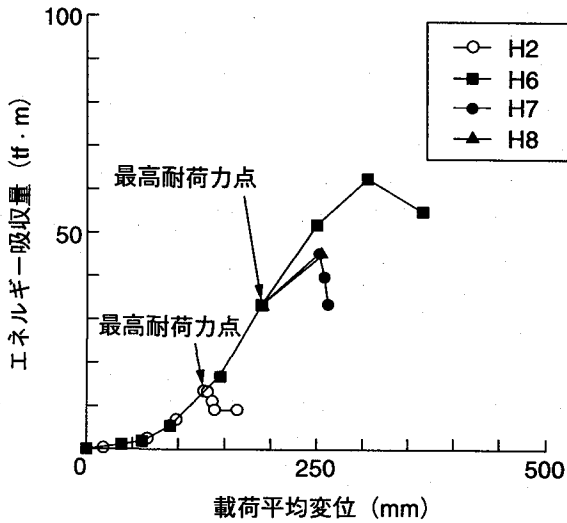


図-2.7 エネルギー吸収量
 （供試体H2、H6、H7、およびH8）

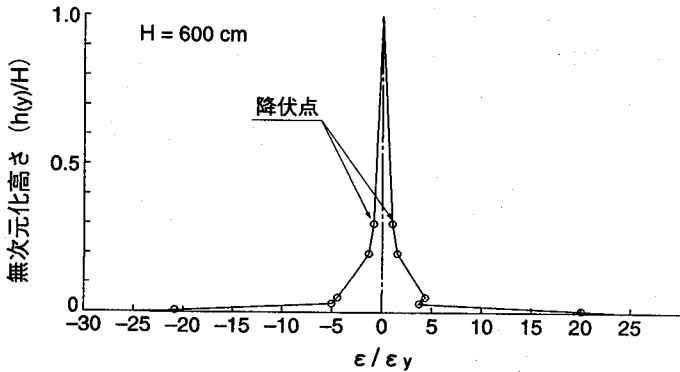


図-2.8 最高耐荷力点におけるひずみ分布
 （供試体H6）

鋼製橋脚の吸収エネルギー量を大きく向上させることがわかる。

また、改良モデル（H6, H7, およびH8）の吸収エネルギー量は、最高耐荷力点に達するまでは一致しており、荷重載荷方法（くり返し載荷回数）の影響を受けていないことがわかる。

(4) 供試体H6のひずみ分布

図-2.8には、供試体H6の最高耐荷力点における断面コーナー部の圧縮ひずみ、および引張りひずみの高さ方向の分布を示している。最下端のひずみは近傍のひずみゲージより得られた実験データの外挿により計算したものである。

塑性化している領域は供試体の全高の30%以上に達しており、基部のひずみは圧縮、引張りともに降伏ひずみ ϵ_Y の約20倍に達している。また、下端から全高の5%程度のところで、ひずみが急激に増大していることがわかる。

3. 簡易モデルによる静的解析

3.1 鋼製橋脚の曲げモーメントMと曲率 ϕ との関係

解析モデルの断面は縦補剛材を等価な外縁鋼板の板厚に置き換えた無補剛断面である。等価板厚の算定においては、供試体の外形寸法を一定とし、断面2次モーメントを一定として算出している。

また、解析に使用した鋼材の応力とひずみとの関係は完全弾塑性のバイリニア型とした（図-3.1）。曲げモーメントにより、断面内に生じる維ひずみ（軸方向ひずみ）は中立軸からの距離に比例するものとする。

図-3.2には、本解析において着目した弾塑性応力状態を示している。これらの中立軸 ξ および抵抗曲げモーメント M_r の算出においては式(3.1)、および式(3.2)を満足するように求めた。

$$N = \int \sigma dA \quad \text{式(3.1)}$$

$$M_r = \int \sigma y dA \quad \text{式(3.2)}$$

ここで、 N ：軸力、 M_r ：抵抗曲げモーメント、 y ：図心軸からの距離をそれぞれ示す。

側板引張り縁降伏時（STATE I）とは、圧縮側、および引張り側のフランジが全塑性状態に達し、ウェブの引張り縁が降伏した応力状態をいう。このとき圧縮側のウェブには、軸力により生じる塑性化領域 X が存在する。このときの抵抗曲げモーメント M_r を M_{rI} とする。

終局時（STATE II）とは、STATE Iの応力状態から曲げによる塑性領域が徐々にウェブに拡大し、圧縮側外縁の圧縮ひずみが終局ひずみ ϵ_u に達する応力状態をいう。このときウェブには、塑性化領域 X に加えて曲げモーメントを負担する塑性化領域 Z が存在する。このときの抵抗曲げモーメント M_r を M_{rII} とする。

塑性化領域 X の大きさは鋼製橋脚が受ける軸力 N の大

きさに依存している。すなわち軸力 N の変動が大きい場合、STATE I、およびSTATE IIの応力状態と曲率 ϕ が軸力 N の大きさによって変動することを意味する。本モデル

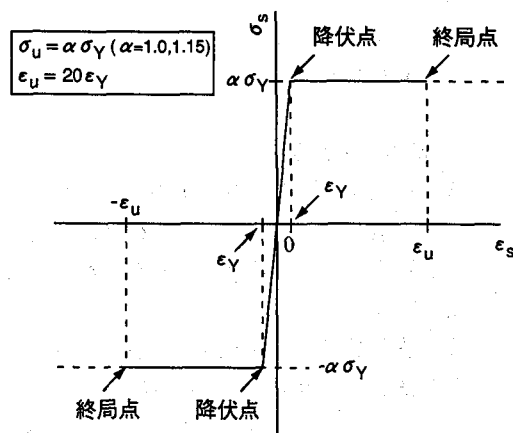


図-3.1 鋼材の応力とひずみとの関係

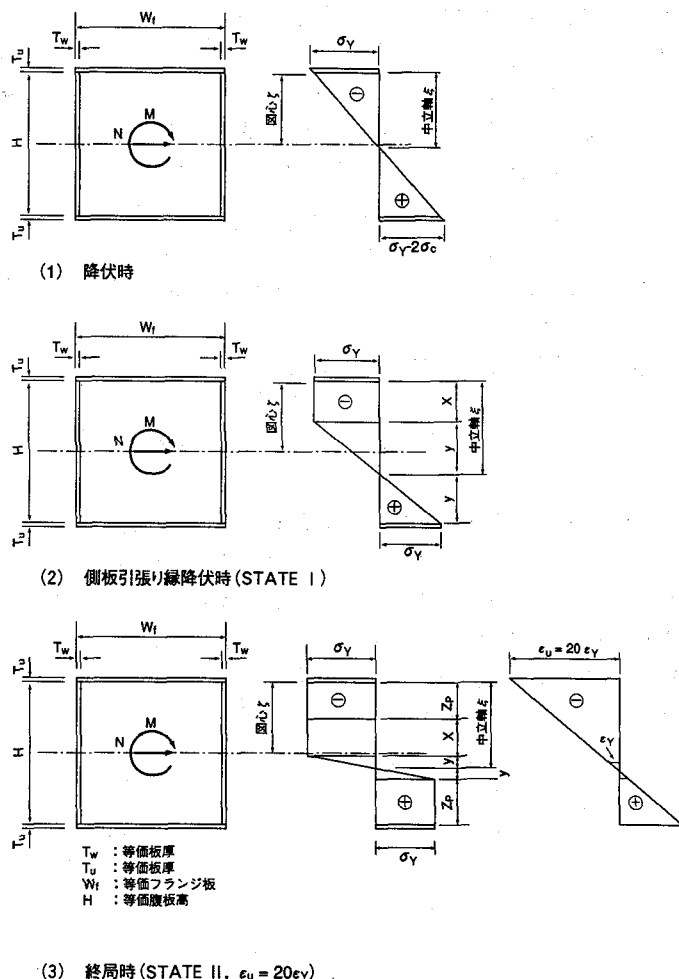


図-3.2 着目した応力状態

をラーメン橋脚の面内方向の弾塑性応答解析に適用する場合は、橋脚断面内に発生する軸力の大きさに応じて、解析モデルに与える曲げモーメント M と曲率 ϕ との関係を逐次計算しなければならない。

本研究の解析対象としている供試体は全て片持ち梁構造を有しており、載荷する軸力は一定である。よって、これらの曲げモーメント M と曲率 ϕ との関係は各供試体ごとに一義的に求められる。

3.2 水平荷重と変位との関係

解析における仮定条件をまとめると次のようになる。

- ① 供試体を片持ち梁としてモデル化し、付加曲げモーメントによる影響（ $P-\Delta$ 効果）は考慮しない（微小変位理論、図-3.3(a)）。
- ② 供試体の薄肉補剛断面を無補剛断面に換算する。
- ③ 鋼材の応力とひずみの関係は完全弾塑性のバイリニア型とする。なお、解析に用いた降伏点 σ_y は、表-2.2に示した σ_w である。
- ④ 曲げモーメントにより断面内に生じる維ひずみ（軸方向ひずみ）は中立軸からの距離に比例するものとする（平面保持の法則）。

また、供試体の水平荷重 H と水平変位 δ は次に挙げる方法により求めた。

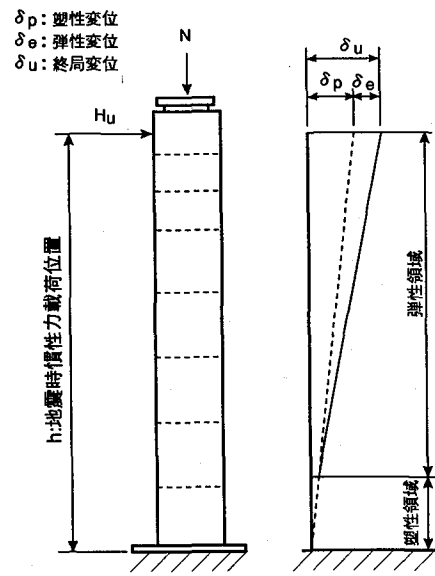
- ① 圧縮縁の終局ひずみ ϵ_u の値を与えて、供試体基部断面の終局曲げモーメント M_{u1} を求め、供試体の高さ方向の曲げモーメント分布 $M(y)$ を求める（図-3.3(b)）。このときの水平荷重 H は M_{u1} を荷重載荷位置までの高さ h （ $h=600\text{cm}$ ）で除して求める。
- ② 求めたモーメント分布 $M(y)$ と対応する曲率分布 $\phi(y)$ を求める（図-3.3(c)）。
- ③ 水平変位 δ は次式により求める。

$$\delta = \int \phi(y) y dy \quad \text{式(3.3)}$$

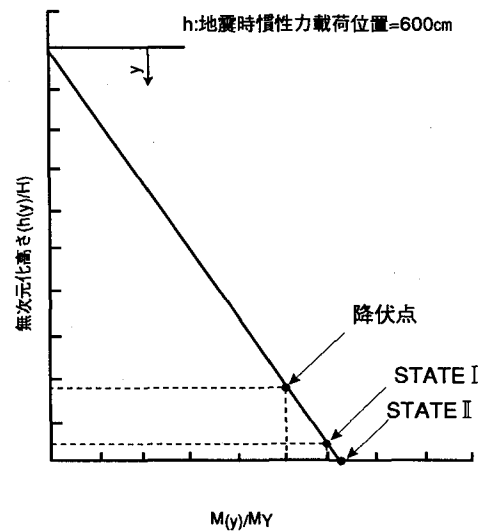
図-3.4には解析結果を示している。鋼材の終局応力 σ_u を降伏点 σ_y とした場合の計算値は実験値と比較して、水平荷重 H が小さいものとなっている（図中の破線）。これは計算に用いた鋼材の応力-ひずみ曲線が、完全弾塑性のバイリニア型であり、鋼材のひずみ硬化、または繰返し硬化を考慮していないためであると考えられる。

そこで、これらを簡易的に考慮するために降伏点 σ_y の値に係数 α を乗じた場合の水平荷重 H と水平変位 δ の値も同様に算出した。その結果、 $\alpha=1.15$ を与えたとき、計算結果は実験結果を良く近似することが明らかになった（図中の一点鎖線）。

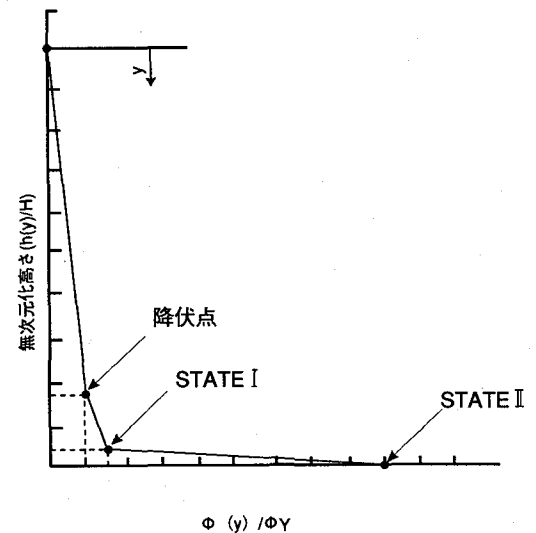
縦補剛材剛比 $\gamma/\gamma'=1.0$ である供試体H8は、圧縮ひずみ ϵ_u が、およそ降伏ひずみ ϵ_y の10倍のとき最高耐力点に達している。



(a) 梁モデル



(b) 曲げモーメント分布（概念図）



(c) 曲率分布（概念図）

図-3.3 解析モデルの曲げモーメント分布と曲率分布

また、縦補剛材剛比 $\gamma/\gamma'=3.0$ である供試体H5、H6、およびH7の場合は、圧縮ひずみ ε_u が、およそ降伏ひずみ ε_y の20倍のとき最高耐力力点に達している。このことは実験値（図-2.8参照）と良く一致している。

これらの結果をもとに、薄肉補剛箱型断面を有する鋼製橋脚の座屈設計パラメータの制限値と、終局状態を以下のように設定した。

①板パネルの幅厚比パラメータ： $R_k \leq 0.4$ 式(3.4)

②縦補剛材の幅厚比パラメータ： $R_l \leq 0.5$ 式(3.5)

③縦補剛材の補剛材剛比： $\gamma/\gamma' \geq 1.0$ 式(3.6)

④終局圧縮ひずみ

$1.0 \leq \gamma/\gamma' < 3.0$ のとき $\varepsilon_u = 10 \varepsilon_y$ 式(3.7)

$3.0 \leq \gamma/\gamma'$ のとき $\varepsilon_u = 20 \varepsilon_y$ 式(3.8)

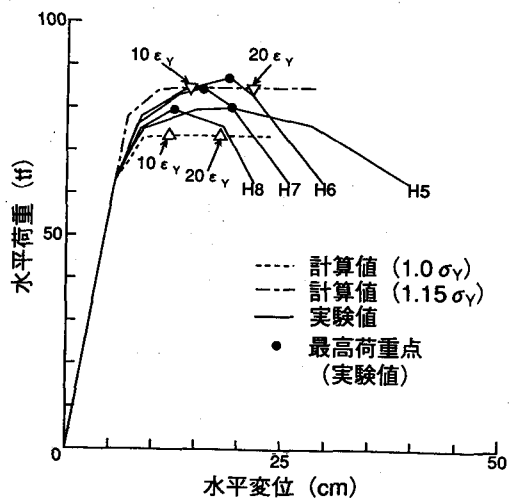


図-3.4 静的解析結果

4. 既設鋼製橋脚の耐震補強工法と設計

4.1 既設鋼製橋脚の現状

現在、阪神高速道路公団が管理している鋼製橋脚は約800基あり緊急に耐震補強を行う必要がある。既設鋼製橋脚のほとんどが、現行の道示が規定される前に建設されている。このため、鋼製橋脚の柱部材に一般的に用いられている補剛板は、式(3.4)～(3.6)の制限値を満たしていない場合が多い。ここでは、これらの制限値を満足させるための具体的な工法について述べる。

図-4.1には耐震補強設計の対象橋脚を示している。この橋脚は阪神高速道路湾岸線に建設されている代表的な一層ラーメン形式のものである。基部には中埋めコンクリートが打設されている。

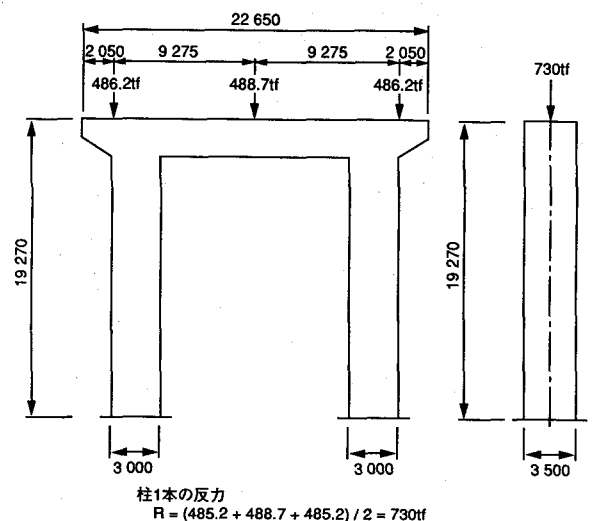


図-4.1 対象橋脚

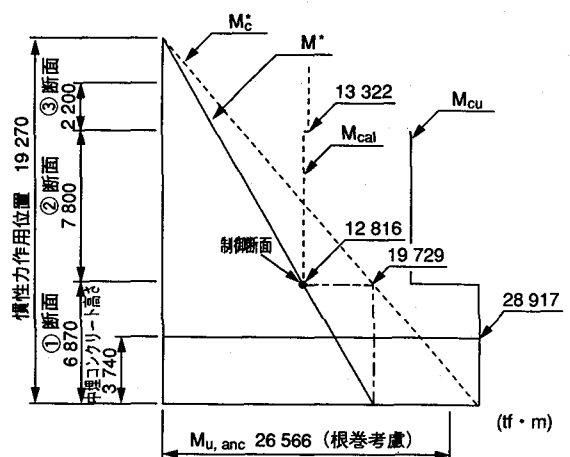
4.2 鋼製橋脚の耐震補強工法

鋼製橋脚の耐震補強方法には、大きく分けて、コンクリートを橋脚内部に追加充填する「①コンクリート充填補強」と鋼部材による「②縦補剛材補強」の2つの方法がある。

「①コンクリート充填補強」は、「②縦補剛材補強」と比較して、経済性、および施工性に優れ、コンクリート充填部の耐力は「②縦補剛材補強」の場合と比較して大きく増大する。

しかし、既存のアンカー部の耐力が、このコンクリート充填部の耐力と比較して小さい鋼製橋脚に対して「①コンクリート充填補強」を採用した場合、鋼製橋脚の弱点部がアンカー部となる。すなわち、阪神大震災規模の地震時には、アンカー部に重大な損傷を受け、その復旧には多大の費用と時間を要することになる。

これに対して「②縦補剛材補強」の場合は、鋼製橋脚の弱点部が鋼断面となり、大地震時に橋脚の基部に作用する曲げモーメントをアンカー部の耐力以下に抑制することが可能である。このとき、アンカー部には重大な



注) M_{cal} : 局部座屈を考慮した抵抗曲げモーメント
 M_{cu} : コンクリートを考慮した抵抗曲げモーメント
 $M_{u, anc}$: アンカー部の抵抗曲げモーメント (根巻コンクリート考慮)
 M^* : 作用曲げモーメント
 M_c : 作用曲げモーメント (コンクリート充填補強)

図-4.2 抵抗曲げモーメント図

損傷は発生しない。すなわち鋼製橋脚の損傷部は鋼断面に限定され、その復旧はアンカー部の復旧と比較して費用、および時間が軽減される。

このようなことから、阪神高速道路公団では、鋼製橋脚の耐震補強工事を行う場合、補強対象とする鋼製橋脚のアンカー部の耐荷力が、既存中埋めコンクリート部の耐荷力を上回る場合や、アンカー部の補強が可能な場合は、「①コンクリート充填方式」を採用し、その場合の耐震補強設計は道示に準拠している。本研究は「①コンクリート充填補強」の採用が困難な鋼製橋脚を対象としている。

4.3 耐震補強設計

(1)補強前の抵抗曲げモーメント（橋軸方向）

図-4.2には、対象橋脚の抵抗曲げモーメント図を示している。柱部材の鋼単独断面の抵抗曲げモーメント M_{cal} は、補剛板の局部座屈を考慮した許容応力度 σ_{cal} をもとに算出し、基部のコンクリート充填部の抵抗曲げモーメント M_{cu} は道示に準拠して求めた。また、アンカー部の抵抗曲げモーメント $M_{u,anc}$ は、アンカーボルトを鉄筋とみなしたRCモデルにより算定している。

図中の斜線 M^* は②断面に局部座屈（弾性座屈）が生じる時の作用モーメント分布を示している。対象橋脚は②断面が弱点部（制御断面）となっており、この橋脚の水平耐力 H は②断面の M_{cal} により決定される。

また、 M^* は、この橋脚に「①コンクリート充填補強」を行い、橋脚下端が終局状態に達したときの、作用曲げモーメントの分布である。このとき橋脚下端の M^* は $M_{u,anc}$ を上回っている。

(2)板パネルの補強

図-4.3に②断面の補強断面図を示す。板パネルの補強は、既設縦補剛材間に新たに縦補剛材（以下増設縦補剛材という、図中②）を増設して行く。このとき、増設縦補剛材の幅厚比パラメータ R_i は0.5以下でなければならない。

増設縦補剛材を設置した場合の板パネル幅厚比パラメータ R_R は既設の縦補剛材間隔 B' を全幅とする補剛板の幅厚比パラメータ R_F' として算出する（図-4.4）。

また、補強後の縦補剛材剛比 γ/γ' は式(4.1)により与えられる等価板厚 t_{eq} により算出する。

$$t_{eq} = \frac{B'}{R_F'} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{4.0\pi^2}} \tag{4.1}$$

ここに、 E ：鋼材の弾性係数 (kgf/cm²)
 σ_Y ：鋼材の降伏点 (kgf/cm²)
 μ ：ポアソン比 0.3

(3)縦補剛材の補強

縦補剛材の補強は補強材を用いて既設縦補剛材の先端を補強することにより行う（図-4.3①）。この工法を採用した場合、幅厚比パラメータ R_i 、および縦補剛材剛比 γ/γ' を効率的に向上させることができる。

文献8)によれば、Bleichは図-4.5に示す3辺が単純支持で1辺が補剛された突出板の先端補剛材は、式(4.2)を

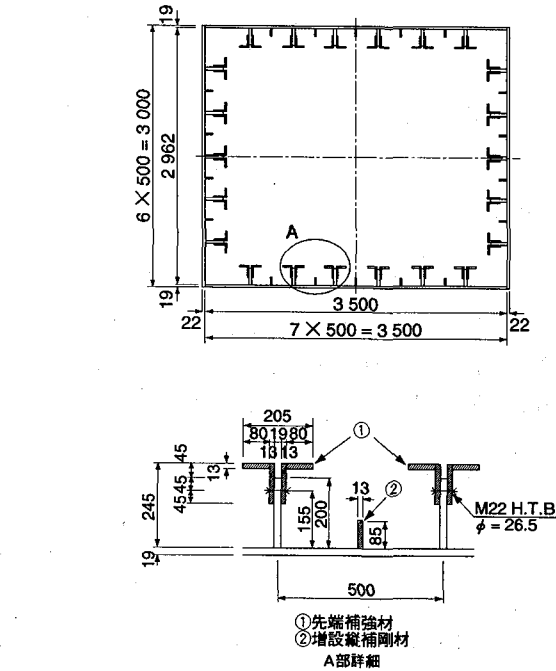


図-4.3 補強断面図

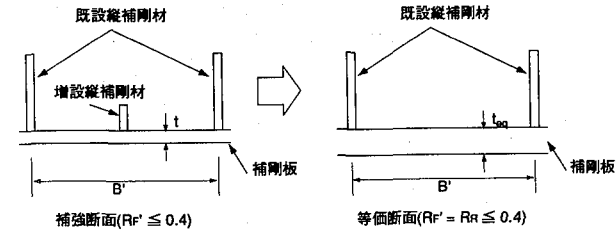


図-4.4 等価断面への変換

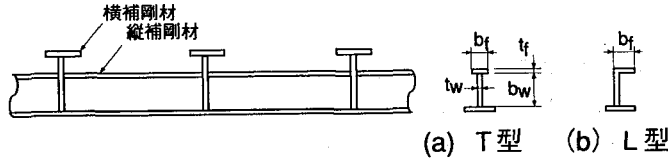


図-4.5 先端が補強された縦補剛材⁸⁾

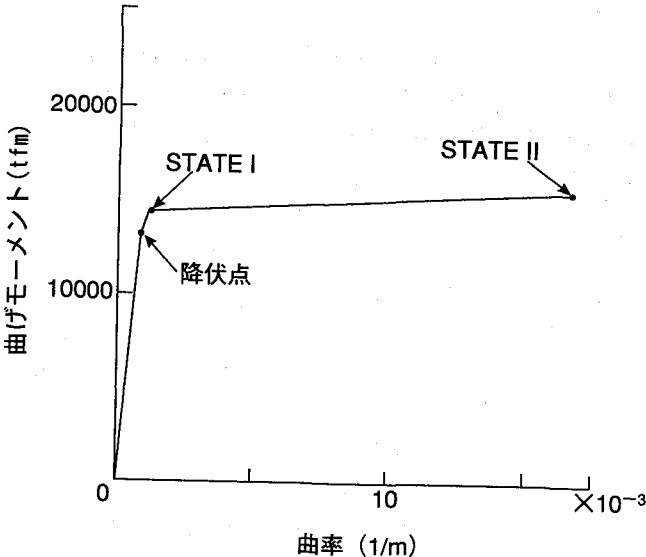


図-4.6 補強後の曲げモーメント M と曲率 ϕ との関係

満足するとき座屈係数 $k=3.96$ を与えているとして。

$$I_{r'} \geq I_{r1} \quad \text{式(4.2)}$$

ここに

I_{r1} : 必要断面2次モーメント

$$I_{r1} = b_w t_w^3 (1.8315 + 0.3663 \frac{A_f}{A_w}) \quad \text{式(4.3)}$$

$$A_f = b_f \cdot t_f, A_w = b_w \cdot t_w \quad \text{式(4.4~4.5)}$$

$I_{r'}$: 先端補強材の断面2次モーメント

$$I_{r'} = \frac{b_f^3 t_f}{12} \quad (\text{T型の場合}) \quad \text{式(4.6)}$$

$$= \frac{b_f^3 t_f}{3} \quad (\text{I型の場合}) \quad \text{式(4.7)}$$

表-4.1には座屈パラメータを示している。補強断面は、式(3.4)～(3.6)の制限値を満足していることがわかる。ただし、この補強は既存断面の耐荷力の増大を抑制して変形性能を向上させることを目的としている。このため、増設縦補剛材、および先端補強材はダイヤフラム間で不連続としている。

表-4.1 補強断面の座屈パラメータ

設計 パラメータ	補強前		補強後	
	フランジ側	ウェブ側	フランジ側	ウェブ側
R_k	0.573	0.495	0.393	0.393
R_t	0.703	0.703	0.179	0.179
γ / γ^*	2.037	1.350	3.105	3.069

(4) 補強断面の曲げモーメントと曲率との関係

図-4.6には補強後の制御断面の曲げモーメント M と曲率 ϕ との関係を示している。補強断面は、降伏点 M_y に達した後、STATE I の応力状態に達するまでは、ほぼ初期剛性の勾配を保っている。その後、STATE II に達するまでは、急激に曲率 ϕ が増大していることがわかる。

既設鋼製橋脚の場合、柱部材に断面変化点が2ヶ所程度存在することが多い。このため各断面ごとに曲げモーメント M と曲率 ϕ との関係を算定する必要がある。

(5) 耐震性の照査

一般に橋脚の耐震性の照査には、エネルギー一定則にもとづく保有水平耐力法が用いられる。

しかし、一質点系にモデル化することが困難な構造物、例えば断面変化点を有し、複雑な形状を有する鋼製橋脚、およびエネルギー一定則の適用が十分に検討されていない構造物については、耐震設計において保有水平耐力法を適用することは難しい。

ここでは鋼製橋脚を構成する柱部材の各断面ごとに(4)で算出した曲げモーメント M と曲率 ϕ との関係を図-4.7に示す骨組みモデルに組み込み、弾塑性動的応答解析による耐震照査を行った。なお、中埋めコンクリート部の曲げモーメント M_{cu} と曲率 ϕ_{cu} は道示に準拠して求

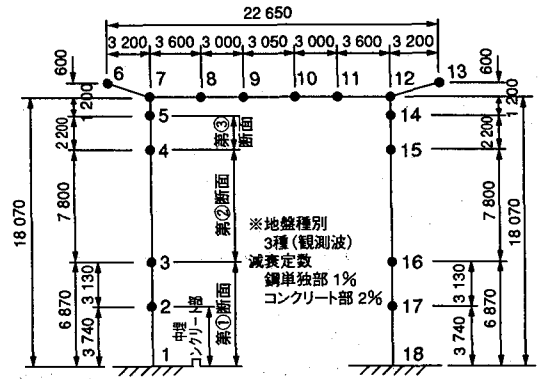
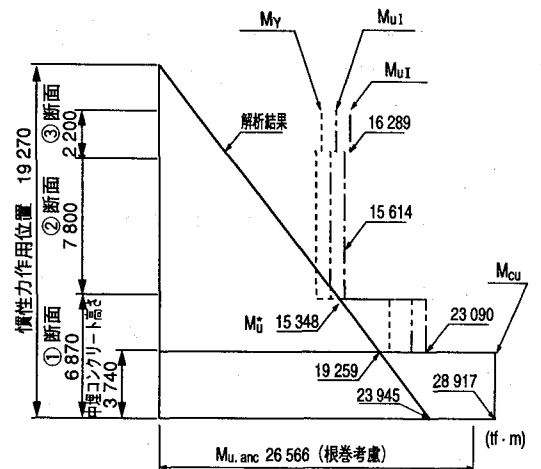
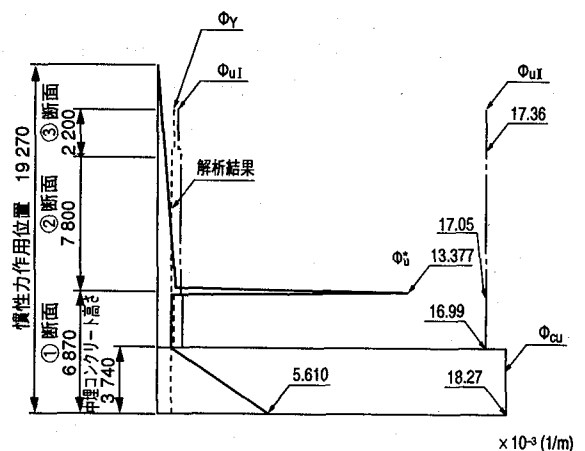


図-4.7 骨組みモデル



注) M_y : 補強後降伏曲げモーメント
 M_{uI} : 補強後抵抗曲げモーメント (STATE I)
 M_{uII} : 補強後抵抗曲げモーメント (STATE II)
 M_{cu} : コンクリートを考慮した抵抗曲げモーメント (終局時)
 M_u^* : 曲げモーメント (解析結果)

(a) 曲げモーメント分布



注) ϕ_y : 補強後の降伏曲率
 ϕ_{uI} : 補強後の曲率 (STATE I)
 ϕ_{uII} : 補強後の曲率 (STATE II)
 ϕ_{cu} : コンクリートを考慮した曲率 (終局時)
 ϕ_u^* : 曲率 (解析結果)

(b) 曲率分布

図-4.8 弾塑性動的解析結果

めた。各鋼断面の許容値は全て終局時(STATE II)の曲げモーメント $M_{u,II}$ 、および曲率 $\phi_{u,II}$ としている。

ただし、本解析においては、支点条件は固定としており、応答水平変位による付加曲げモーメントの影響(P- Δ 効果)は考慮していない。

入力した地震動は阪神大震災時に東神戸大橋(第三種地盤)において観測されたものである。

図-4.8には弾塑性動的応答解析結果(各断面における最大応答値)を示している。耐震補強設計の対象とした鋼製橋脚は全ての断面において、発生曲げモーメント M^* 、および曲率 ϕ^* は許容値を下回っており、橋脚基部に作用する曲げモーメントもアンカー部の耐力 $M_{u,anc}$ より小さいことがわかる。

また、中埋めコンクリート部も塑性化し、鋼単独部の塑性化とともに、鋼製橋脚の地震時の変形性能の向上に寄与していることがわかる。

5. 結 論

本研究において得られた結論をまとめると次のようになる。

- (1)基本モデルH1、H2、およびH3は基部、または中埋めコンクリート上部の補剛板の局部座屈に起因して耐力の低下が発生する。
- (2)設定した設計パラメータに対する制限値は、薄肉補剛断面を有する鋼製橋脚の吸収エネルギー量を大きく向上させ、耐震性能の向上に有効である。
- (3)簡単な片持ち梁モデルによる解析結果は、実験で得られた供試体の高さ方向のひずみ分布を良く近似し、水平荷重 H と水平変位 δ との関係を良く近似している。
- (4)解析結果と実験結果との比較から設定した幅厚比パラメータに対する制限値($R_R \leq 0.4$ 、 $R_I \leq 0.5$)を満足する薄肉補剛断面を有する鋼製橋脚の終局圧縮ひずみ ϵ_u は補剛材剛比($\gamma/\gamma' = 1 \sim 3$)の値に応じて、鋼材の降伏ひずみ ϵ_y の10倍から20倍に達している。
- (5)設定した設計パラメータに対する制限値を満足する既設鋼製橋脚の耐震補強は、縦補剛材の先端を補強すること、および既設縦補剛材間に小さな縦補剛材を増設することにより可能である。
- (6)既設鋼製橋脚の断面変化点、および中埋めコンクリート部の曲げモーメント M と曲率 ϕ との関係を考慮した弾塑性動的解析による耐震補強設計法を提案した。

(7)本研究で提案した補強工法を適用した実橋脚は観測地震波(東神戸大橋:第三種地盤)に対する安全性を満足した。

(8)今後の課題として、鋼材の応力-ひずみ関係において、ひずみ硬化を考慮できる解析モデルの開発、②弾塑性有限変位解析との比較検討、③既設の基礎構造の影響に関する検討、などが挙げられる。

6. 謝 辞

本研究は、「鋼製橋脚の地震時保有水平耐力に関する研究会、主査:北田大阪市立大学助教授、(財)阪神高速道路管理技術センター」、「震災復旧対策技術委員会・鋼構造分科会、主査:渡邊京都大学教授、阪神高速道路公団」、および「鋼製橋脚研究委員会、主査:北田大阪市立大学助教授、(財)阪神高速道路管理技術センター」における研究成果を取りまとめたものである。ここに各委員会の委員の方々に深く感謝の意を表するものである。

7. 参考文献

- 1)日本道路協会:道路橋示方書・同解説:V.耐震設計編、1996年12月
- 2)阪神高速道路公団:鋼製橋脚の地震時保有水平耐力に関する調査研究業務報告書(その2)、1994年3月
- 3)阪神高速道路公団:既設鋼製橋脚の耐震補強設計要領(素案)、1997年3月
- 4)北沢正彦、堀江佳平、西岡敬治:阪神高速道路における耐震設計、土木学会、鋼製橋脚の非線形解析と耐震設計に関する論文集、pp.17~22、1997年5月
- 5)南莊淳、堀江佳平、陵城成樹、井元泉:鋼製橋脚の変形性能に関する実験的研究、土木学会、鋼製橋脚の非線形解析と耐震設計に関する論文集、pp.189~196、1997年5月
- 6)A.Nanjo, Y.Horie, S.Okashiro, I.Imoto:EXPERIMENTAL STUDY ON THE DUCTILITY OF STEEL BRIDGE PIERS, PROCEEDINGS OF 5TH INTERNATIONAL COLLOQUIUM ON STABILITY AND DUCTILITY OF STEEL STRUCTURES, Vol.1, pp.229~236, JULY 1997
- 7)日本道路協会:道路橋示方書・同解説:II.鋼橋編、1996年12月
- 8)土木学会:座屈設計ガイドライン、pp.161~176、技報堂、1987

(1997年9月26日受付)